

doi:10.11835/j.issn.1674-4764.2017.06.009



不同设计配筋下大偏压 RC 柱承载力 抗震可靠度

蒋友宝, 周浩, 曹青, 黄星星, 付涛

(长沙理工大学 土木与建筑学院, 长沙, 410004)

摘要:为研究偏心距随机特性对不同设计配筋下 RC 柱承载力抗震可靠度的影响规律,采用解析方法,推导了以多个无量纲化设计参数表达的大偏压 RC 柱失效方程和配筋影响系数计算式。考虑规范中的柱配筋率要求,分析了荷载效应比值等设计参数在常用取值范围内时配筋影响系数的变化规律。结合已有的水平地震作用、竖向重力荷载、混凝土强度和钢筋强度等参数的概率模型,并考虑偏心距的随机特性,采用 Monte Carlo 方法进行了大偏压 RC 柱可靠度分析。结果表明:不同设计参数组合下大偏压 RC 柱配筋影响系数的变化离散性较大;当配筋影响系数较小时,增加配筋对大偏压 RC 柱可靠指标的改善作用不大;当该系数较大时,增加配筋对可靠指标的提升效果较明显。

关键词:RC 柱;柱端弯矩;随机偏心距;设计配筋;Monte Carlo 方法;抗震可靠度

中图分类号:TU375.3 **文献标志码:**A **文章编号:**1674-4764(2017)06-0068-10

Analysis of seismic capacity reliability for RC columns with tension failure under different design reinforcement

Jiang Youbao, Zhou Hao, Cao Qing, Huang Xingxing, Fu Tao

(School of Civil Engineering and Architecture, Changsha University of Science and Technology, Changsha 410004, P. R. China)

Abstract: To explore the influence laws of random eccentricity on seismic capacity reliability of RC columns with design reinforcements, the failure function and the formula of the influence coefficient of reinforcement are obtained and expressed by multiple normalized design parameters with an analytical method. Based on the requirements on column reinforcement in codes, the variation laws of the influence coefficient of reinforcement are analyzed with multiple design parameters (e. g. load effect ratios) within common ranges. Considering the random properties of eccentricity and the prescribed probability models of horizontal earthquake action, vertical gravity load, concrete strength and steel strength, etc., the seismic capacity reliability is obtained for RC columns with tension failure by the Monte Carlo method. The results indicate that the variations of the influence coefficient of reinforcement are large for different combination

收稿日期:2017-02-28

基金项目:国家自然科学基金(51678072);“湖湘青年英才”支持计划(2016RS3030)

作者简介:蒋友宝(1982-),男,教授,博士,主要从事复杂结构分析与可靠度研究,(E-mail)jiangybseu@163.com.

Received:2017-02-28

Foundation item: National Natural Science Foundation of China (No. 51678072); Program for Youth Talents in Hunan Province (No. 2016RS3030)

Author brief: Jiang Youbao (1982-), professor, PhD, main research interests: analysis and reliability of complex structures, (E-mail) jiangybseu@163.com.

cases of design parameters; the seismic capacity reliability is improved less with the increase of reinforcement for the columns with a smaller influence coefficient of reinforcement; the reliability is improved dramatically with the increase of reinforcement for the columns with a larger influence coefficient of reinforcement.

Keywords: RC columns; column moment; random eccentricity; design reinforcement; Monte Carlo method; seismic reliability

近年来,中国已发生了多次强烈地震灾害,每一次强烈地震作用均造成了不少工程结构的破坏。对这些震害现象进行详尽分析与研究,可为结构抗震设计方法的改进提供较为有效的指导。在2008年汶川地震中,RC框架破坏部位大多集中在柱端,较少出现“强柱弱梁”失效模式(该模式为《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2001)^[1]所预期的)。叶列平等^[2]对此现象进行了分析,指出因楼板加强、钢筋超配等因素使得RC框架梁端抗弯承载力提高很多,因而,RC框架多出现“强梁弱柱”的失效模式。实际上RC框架柱破坏较多的现象还与其抗震承载力设计可靠度较低有关。

现行规范在校核RC柱承载力抗震可靠度时,采用固定偏心距思路来建立简化的线性失效方程,进而完成可靠度分析^[3]。实际上,由于地震作用的随机不确定性,RC柱截面偏心距亦会随机变化。考虑RC柱偏心距的随机特性后,RC框架柱失效方程将为复杂的非线性方程,因而按上述简化线性失效方程所得到的可靠度校核结果将会有较大偏差:在某些情形下,RC柱的可靠性被高估了,设计偏于不安全;在另外一些情形下,RC柱因可靠性被低估而使得设计偏于保守。Frangopol等^[4]的研究表明:多个国家的结构设计规范亦存在着这一问题。例如,Milner等^[5]对RC柱进行了可靠度校准分析,结果表明:在某些情形下,按美国规范ACI 318—95^[6]设计的大偏压RC柱可靠性偏低,设计偏于不安全。蒋友宝等^[7-9]对按《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)^[10]设计的RC框架柱进行了可靠度校准分析,结果表明:当考虑弯矩和轴力之间的随机相关特性(即随机偏心距)后,中国规范设计方法也存在着类似不足。在实际工程中,很多设计人员通过计算得到设计配筋后,在满足规范配筋率构造要求的前提下,会以增加配筋的方式来保证RC柱有更多的安全储备。如前所述,考虑偏心距的随机特性后,不同参数下按规范方法设计的RC框架柱承载力抗震可靠度会出现较大幅度的波动变化^[7-9,11-12]。因此,这种增加柱配筋量的效果如何,能否大幅提高

柱的承载力抗震可靠度,亟需深入研究。为此,本文分析了不同参数下RC大偏压框架柱的承载力抗震可靠度随配筋量的变化。

1 RC大偏压柱抗震可靠度分析模型

1.1 抗震承载力设计方法

小偏压RC柱呈现脆性破坏的特征,因此,抗震设计时通常希望RC框架柱的破坏形式为延性的大偏压破坏。对于采用对称配筋的矩形截面大偏压RC柱,按《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)^[10],其承载力计算式为

$$M = f_y' A_s' (h_0 - a_s') + \alpha_1 f_c b x \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{2} \right) \quad (1)$$

$$N = \alpha_1 f_c b x \quad (2)$$

式中: f_c 为混凝土轴心抗压强度; x 为等效矩形应力图形的受压区高度; f_y' 为钢筋抗压强度; A_s' 为受压区钢筋面积; α_1 为等效矩形受压区的应力换算系数; b 为矩形截面宽度; h 和 h_0 分别为矩形截面的几何高度和有效高度; a_s' 为受压钢筋合力作用点到截面受压边缘的距离。

在重力荷载与水平地震联合作用下,设分别为 g 和 q ,RC框架柱关键截面内力可计算为

$$M = M_g + M_q = a_1 g + b_1 q \quad (3)$$

$$N = N_g + N_q = a_2 g + b_2 q \quad (4)$$

对应的内力设计值表达式为

$$M_d = \eta(\gamma_g a_1 g_k + \gamma_q b_1 q_k) \quad (5)$$

$$N_d = \gamma_g a_2 g_k + \gamma_q b_2 q_k \quad (6)$$

式中: g_k 和 q_k 分别为重力荷载代表值和水平地震作用标准值; γ_g 和 γ_q 分别为相应的作用分项系数值; η 为柱端弯矩增大系数; a_1 、 b_1 、 a_2 和 b_2 分别为相应的作用效应系数。

另外,根据《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)^[13],承载力验算时还需引入抗震调整系数 γ_{RE} ,按式(7)进行验算。

$$S_d \leq R_d / \gamma_{RE} \quad (7)$$

式中: S_d 为构件内力设计值; R_d 为承载力设计值。对于大偏压RC柱, γ_{RE} 一般取值为0.80。

联立式(1)和式(2),可得柱截面弯矩 M 和轴压力 N 对应的相关方程为

$$M = f'_{y_s} A'_s (h_0 - a'_s) + N \left(\frac{h}{2} - \frac{N}{2\alpha_1 f_c b} \right) \quad (8)$$

联立式(7)和式(8),并根据承载力极限状态设计条件,可求得柱截面单侧钢筋面积 A'_s 为

$$A'_s = \gamma_{RE} \left[M_d - N_d \left(\frac{h}{2} - \frac{\gamma_{RE} N_d}{2\alpha_1 f_{cd} b} \right) \right] / [f'_{yd} (h_0 - a'_s)] \quad (9)$$

式中: f_{cd} 和 f'_{yd} 分别为混凝土和钢筋两种材料的强度设计值,它们可按式(10)、(11)分别计算。

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c \quad (10)$$

$$f'_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \quad (11)$$

式中: f_{ck} 和 f'_{yk} 分别为混凝土和钢筋的强度标准值; γ_c 和 γ_s 分别为混凝土和钢筋的材料分项系数,取值分别为 1.4 和 1.1。

1.2 抗震可靠度计算模型

对于 RC 框架柱承载力的抗震可靠度校核,当不考虑偏心距随机特性,即按固定偏心距的思路来建立承载力极限状态方程时^[3],一般采用的表达式为

$$R - M_g - M_q = 0 \quad (12)$$

式中: R 为截面极限弯矩,可采用固定偏心距思路来求得其概率统计参数。事实上,RC 框架柱截面偏心距具有随机特性,因而,上述线性失效方程有较大误差,需加以改进。

当 RC 柱截面轴压力为 N 时,联立式(3)和式(8),可得截面对应的失效方程为

$$f'_y A'_s (h_0 - a'_s) + N \left(\frac{h}{2} - \frac{N}{2\alpha_1 f_c b} \right) - a_1 g - b_1 q = 0 \quad (13)$$

各种设计实例之间一般会有较大的差异。为此,引入弯矩荷载效应比值 ρ_M 和轴压力荷载效应比值 ρ_N ,重力荷载产生的轴压力与截面抗压强度比值 λ_g ,重力荷载产生的偏心距 e_g 等特征参数。他们的计算式为

$$\rho_M = b_1 q_k / (a_1 g_k) \quad (14)$$

$$\rho_N = b_2 q_k / (a_2 g_k) \quad (15)$$

$$\lambda_g = a_2 g_k / (\alpha_1 f_{cd} b h) \quad (16)$$

$$e_g = a_1 / a_2 \quad (17)$$

笔者在文献[14]中可靠度分析亦用到了 ρ_M 、 ρ_N 和 e_g 参数。

利用参数式(14)~(17)化简式(9),整理得到

$$A'_s = \frac{\gamma_{RE} \lambda_g \alpha_1 f_{cd} h}{f'_{yd} (h_0 - a'_s)} \left[\frac{\rho_g (\gamma_g + \gamma_q \rho_M)}{h} - \frac{(\gamma_g + \gamma_q \rho_N)}{2} \right. \\ \left. + \frac{\gamma_{RE} \lambda_g (\gamma_g + \gamma_q \rho_N)^2}{2} \right] b h \quad (18)$$

同理,将式(9)代入式(13),并利用式(14)~(17)化简,最终得到考虑偏心距随机特性的无量纲化的大偏压 RC 柱失效方程,其表达式为

$$\frac{\gamma_{RE}^2 \lambda_g f'_y}{2 f_{yd}} (\gamma_g + \gamma_q \rho_N)^2 + \frac{\gamma_{RE} f'_y}{2 f_{yd}} \left[2 \eta \frac{e_g}{h} (\gamma_g + \gamma_q \rho_M) - (\gamma_g + \gamma_q \rho_N) \right] + \frac{\lambda_N}{2} \left(1 - \lambda_g \lambda_N \frac{f_{cd}}{f_c} \right) - \frac{e_g}{h} \lambda_M = 0 \quad (19)$$

式中: λ_M 和 λ_N 分别为对应 ρ_M 和 ρ_N 的无量纲随机变量,计算式为

$$\lambda_M = g / g_k + \rho_M q / q_k \quad (20)$$

$$\lambda_N = g / g_k + \rho_N q / q_k \quad (21)$$

由于水平地震作用、重力荷载、钢筋强度和混凝土强度等随机变量对 RC 框架柱承载力抗震可靠度影响较大,因此,分析时一般需加以考虑。由式(19)可知,失效方程是关于这些随机变量的复杂非线性函数,且受荷载效应比、偏心距等特征参数值的影响较大。因此,这些特征参数对 RC 框架柱的承载力抗震可靠指标亦会有明显影响^[15]。

2 设计配筋的影响分析

2.1 配筋影响系数

为考虑实际工程中柱不同设计配筋的情形,在式(19)中引入一配筋系数 ζ ,从而得到不同设计配筋情形下的失效方程为

$$\frac{\gamma_{RE}^2 \lambda_g f'_y \zeta}{2 f_{yd}} (\gamma_g + \gamma_q \rho_N)^2 + \frac{\gamma_{RE} f'_y \zeta}{2 f_{yd}} \left[2 \eta \frac{e_g}{h} (\gamma_g + \gamma_q \rho_M) - (\gamma_g + \gamma_q \rho_N) \right] + \frac{\lambda_N}{2} \left(1 - \lambda_g \lambda_N \frac{f_{cd}}{f_c} \right) - \frac{e_g}{h} \lambda_M = 0 \quad (22)$$

考虑到实际配筋应不低于规范配筋要求,因此,式中 ζ 暂取 1.0、1.1、1.2 和 1.25 等值。

将式(22)中与配筋系数 ζ 相关的项合并,可得到简化的失效方程为

$$\frac{f'_y}{f_{yd}} \varphi \zeta + \frac{\lambda_N}{2} \left(1 - \lambda_g \lambda_N \frac{f_{cd}}{f_c} \right) - \frac{e_g}{h} \lambda_M = 0 \quad (23)$$

式中: φ 可称为配筋影响系数,是为了考虑可靠指标随纵筋配筋量变化而引入的系数,可计算为

$$\varphi = \frac{\gamma_{RE}^2 \lambda_g (\gamma_g + \gamma_q \rho_N)^2 + \gamma_{RE} \eta \frac{e_g}{h} (\gamma_g + \gamma_q \rho_M)}{2} - \frac{\gamma_{RE}}{2} (\gamma_g + \gamma_q \rho_N) \quad (24)$$

2.2 特征参数取值范围

对于 RC 框架柱,其设计配筋时一般考虑两种

荷载组合工况,工况 1:1.0 重力荷载+1.3 地震作用;工况 2:1.2 重力荷载+1.3 地震作用。

关于弯矩荷载效应比值 ρ_M ,高小旺等^[3]按固定偏心距思路校核大偏压柱抗震承载力可靠度时取为 0.5~5.0。此处按地震作用较大考虑, ρ_M 暂取值为 1.0~5.0。而关于轴压力荷载效应比值 ρ_N ,相关文献报道较少,文中通过对两个算例分析以求得在不同烈度区下 ρ_N 的常用取值范围。

设有两个质量和刚度皆均匀、规则的框架结构,分别命名为 KJ-1 和 KJ-2。框架结构均为 II 类场地,设计地震分组按第一组考虑,考虑 3 种设防烈度区(8 度 0.3g、8 度 0.2g 与 7 度 0.1g),分别对其进行抗震设计,结构平面布置见图 1。设 KJ1 底层层高为 4.2 m,其余层层高为 3.3 m,共 7 层,结构总高度为 24 m,按《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)^[13]考虑,其抗震等级确定为 8 度区 2 级,7 度区 3 级;KJ2 层高均为 3.6 m,共 5 层,结构总高度为 18 m,其抗

震等级同理可确定为 8 度区 2 级,7 度区 3 级。两个框架结构的梁柱设计信息见表 1。

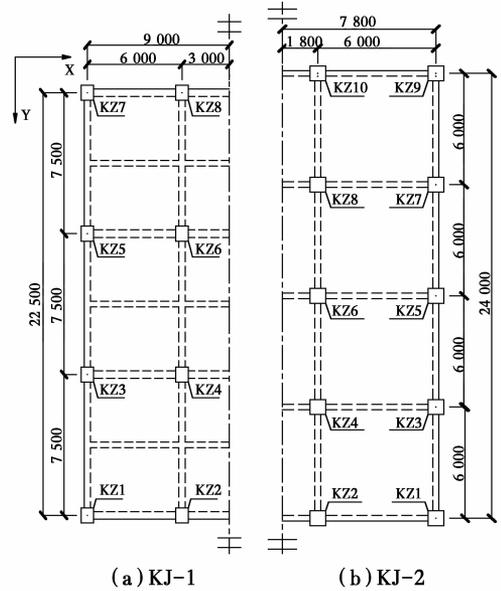


图 1 框架平面布置图(单位:mm)

Fig. 1 Plane configurations for frames

表 1 框架结构梁柱设计信息

Table 1 Design information on beams and columns in frame structures

类别	主梁尺寸	次梁尺寸	混凝土强度等级	纵筋强度等级	板厚/mm	中柱尺寸	边柱、角柱尺寸
KJ-1	300 mm×800 mm	250 mm×600 mm	C30	HRB400	100	650 mm×650 mm	700 mm×700 mm
KJ-2	250 mm×600 mm		C30	HRB335	120	500 mm×500 mm	500 mm×500 mm

假定 KJ-1 的楼面恒载、活载标准值分别为 4.0、3.17 kN/m²(含楼面活载标准值 2.0 kN/m²及将非固定隔墙按每延米长 1/3 墙重计入楼面活载);屋面为上人屋面,恒载、活载标准值分别为 6.84、2.0 kN/m²;沿各楼层的外围框架梁上施加 8.2 kN/m 的均布线荷载来考虑填充墙的影响;屋面外围施加 3.5 kN/m 的均布线荷载来考虑女儿墙的影响。KJ-2 楼面恒载、活载标准值分别为 4.5、2.5 kN/m²。屋面设计为不上人屋面,恒载、活载标准值分别为 5.5、0.5 kN/m²;各楼层所有框架梁上考虑填充墙荷载,取为 7 kN/m,沿屋面外围框架梁考虑女儿墙荷载,取为 2 kN/m。

分别取 KJ-1 的代表性柱 KZ2、KZ3、KZ4 和 KJ-2 的代表性柱 KZ2、KZ5、KZ6 为研究对象(此处暂不考虑角柱,因其为双偏压构件,《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)对其另有规定),配筋由 PKPM 设计软件给出,由式(15)计算其底层与中间层的轴压力荷载效应比值,结果如表 2 所示。

表 2 不同烈度下框架柱的 ρ_N 值

Table 2 ρ_N values for frame columns with different fortification intensities

烈度	层数	地震	KJ-1			KJ-2		
			KZ2	KZ3	KZ4	KZ2	KZ5	KZ6
8 (0.3g)	1	EX	0.01	-0.34	0.02	-0.15	-0.24	-0.09
		EY	-0.26	0.01	0.02	-0.29	0	0
8 (0.3g)	4(3)	EX	-0.02	-0.23	-0.01	-0.10	-0.19	-0.06
		EY	-0.19	0	-0.01	-0.21	0	0
8 (0.2g)	1	EX	0.01	-0.22	0.01	-0.10	-0.16	-0.06
		EY	-0.18	0.01	0.01	-0.19	0	0
8 (0.2g)	4(3)	EX	-0.01	-0.15	-0.01	-0.07	-0.12	-0.04
		EY	-0.12	0	0	-0.14	0	0
7 (0.1g)	1	EX	0	-0.11	0.01	-0.05	-0.08	-0.03
		EY	-0.09	0	0.01	-0.10	0	0
7 (0.1g)	4(3)	EX	-0.01	-0.08	0	-0.03	-0.06	-0.02
		EY	-0.06	0	0	-0.07	0	0

注:EX 为 X 方向地震,EY 为 Y 方向地震;层数列中带括号的数值适用于 KJ-2。

由表 2 可知,在设防烈度为 8 度 0.3g 区, ρ_N 的

范围约为 $-0.34\sim 0.8$ 度 $0.2g$ 区约为 $-0.22\sim 0$,在 7 度 $0.1g$ 区,约为 $-0.11\sim 0$,之所以 ρ_N 存在负值,是由于地震作用输入方向不确定,在不利输入方向下地震作用可能会使柱截面受拉。根据对称性,框架模型另一侧的 ρ_N 数值相同、符号相反,其取值约为 $0\sim 0.34$ 、 $0\sim 0.22$ 与 $0\sim 0.11$ 。综上所述,在不同烈度区下, ρ_N 的取值范围有较大差异,高烈度区约为 $-0.34\sim 0.34$,低烈度区约为 $-0.11\sim 0.11$,结合相关文献^[14],本文对于 ρ_N 取为 $-0.3\sim 0.3$ 。

当轴压力、弯矩和混凝土强度均按设计值考虑时,RC大偏压柱的相对受压区高度按《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)^[10]不大于 0.55 ,否则会转为受压破坏。考虑荷载效应设计值与标准值之间的差异(两者相差荷载分项系数),则按重力荷载标准值计算的 λ_g 一般不会超过 0.45 ,但因混凝土的强度设计值取值偏低,当 λ_g 取 0.6 时,可以预见绝大部分失效样本点仍为大偏压失效,因而, λ_g 最高取至 0.6 。而 e_g 值此处考虑 $0.025h$ 、 $0.05h$ 、 $0.1h$ 和 $0.2h$ 四种情形,较文献^[14]中 $0.1h$ 和 $0.2h$ 两种情形更广一些。

最终,每种工况和 η 下, e_g 、 λ_g 、 ρ_M 和 ρ_N 的组合有 180 种,编号为No.1~No.180,取值见附表1。

2.3 柱端弯矩增大系数取值

为实现强柱弱梁,《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)^[13]、《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)^[10]规定:二级、三级、四级框架结构应符合

$$\sum M_c = \eta \sum M_b \quad (25)$$

式中: η 对二、三、四级框架结构可分别取 1.5 、 1.3 和 1.2 。

当为一级框架结构时,应符合

$$\sum M_c = 1.2 \sum M_{bua} \quad (26)$$

式中各参数含义见《建筑抗震设计规范》(GB

50011—2010)^[13]。

可见,一级框架结构的柱端弯矩设计值需通过梁端实配钢筋由式(26)计算确定。为与式(25)对比,对于一级框架结构,可根据 $\sum M_b$ 和式(26)计算出的 $\sum M_c$ 的比值求得一个等效柱端弯矩增大系数,记为 η_{c1} ,即按式(27)计算。

$$\eta_{c1} = 1.2 \sum M_{bua} / \sum M_b \quad (27)$$

为确定 η_{c1} 的常用取值范围,仍借鉴图1中两个模型的平面布置形式,将框架KJ-1加一层,总高度取为 27.3 m,对应的框架中柱截面改变为 700 mm \times 700 mm,混凝土等级采用C35,其他设计参数不变,命名为KJ-3;将KJ-2加两层,总高度取为 25.2 m,对应的框架柱截面改变为 750 mm \times 750 mm,主梁截面改变为 300 mm \times 600 mm,钢筋采用HRB400级,混凝土等级采用C35,其他设计参数不变,命名为KJ-4。由《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)^[13]表6.1.2可知,KJ-3与KJ-4均符合 8 度 $0.3g$ 区一级框架的要求。

通过PKPM设计软件可以得到节点的 $\sum M_b$,再由实配钢筋和材料标准值求出 $\sum M_{bua}$,进而由式(27)得到等效的柱端弯矩增大系数 η_{c1} ,计算结果如表3所示。需要强调的是,在计算 $\sum M_{bua}$ 时,将相关楼板钢筋等效为梁端受拉钢筋的 15% 的超配筋,即梁端受拉实配钢筋为计算配筋的 1.15 倍。

由表3可知, η_{c1} 在 $1.48\sim 2.07$ 较大范围内变化,其均值约为 1.66 。该数值与《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)^[13](6.2.2—1)式中对一级框架结构规定的柱端弯矩增大系数 1.7 接近。因此,为简化可靠度参数分析的难度,对一级框架结构,下文分析时其等效的柱端弯矩增大系数暂取 1.9 与 1.7 两个代表值,即对一、二、三、四级框架结构,柱端弯矩增大系数 η 分别取 1.9 和 1.7 、 1.5 、 1.3 、 1.2 。

表3 典型一级框架结构中的 η_{c1} 值

Table 3 η_{c1} values for typical frame structures of anti-seismic Grade 1

层数	KJ-3						KJ-4					
	KZ2		KZ3		KZ4		KZ2		KZ5		KZ6	
	EX	EY										
1	1.57	1.82	1.81	1.58	1.60	1.65	1.63	1.87	1.88	1.59	1.70	1.66
2	1.52	1.81	1.78	1.53	1.59	1.64	1.67	1.95	1.97	1.62	1.77	1.74
3	1.51	1.78	1.75	1.52	1.53	1.62	1.64	1.91	1.93	1.60	1.73	1.68
4	1.49	1.75	1.72	1.51	1.51	1.60	1.56	1.83	1.85	1.57	1.67	1.64
5	1.48	1.64	1.62	1.54	1.49	1.55	1.48	1.74	1.77	1.48	1.58	1.59
6	1.54	1.61	1.58	1.71	1.48	1.70	1.57	1.57	1.59	1.65	1.55	1.64
7	1.86	1.57	1.55	2.07	1.73	2.02						

2.4 配筋影响系数分析

按式(18),采用数值方法计算可得到不同柱端弯矩增大系数和荷载工况组合下 No. 1~No. 180 中的钢筋面积值。《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)^[13]要求:柱的纵筋配筋率应在一定的范围内,如最大总配筋不应大于 5% 等。设计人员在实配钢筋时,一般会在计算配筋的基础上适当增加钢筋用量,但总配筋率仍需满足不应大于 5% 的要求。因此,由计算需求确定的总配筋率最大值暂按 4% 考虑。基于此,文中总配筋率范围考虑为 0.8%~

4%。考虑 5 种 η 取值和两种荷载工况的影响,对 No. 1~No. 180 组合一一进行设计配筋分析,共计有 1 800 种组合情形,最终筛选出满足此配筋率要求的组合数,限于篇幅,暂给出了其中 C30 混凝土与 HRB335 级钢筋时的结果,见表 4。

根据表 4 中的组合编号,按式(24)可计算出对应的配筋影响系数值,统计它们的均值和标准差,计算结果见表 5。可知,当满足上述配筋率要求时,在不同 η 值和工况组合下配筋影响系数均值约为 0.415~0.471,标准差约为 0.218~0.331,离散性较大。

表 4 No. 1~No. 180 中满足配筋率 0.8%~4% 要求的组合编号

Table 4 Combination numbers satisfying the requirements of reinforcement ratio 0.8%~4% in No. 1~No. 180

η	工况 1	工况 2
1.2	71,86,87,88,89,90,101,102,103,104,111,112,116,117,118,119,120,126,127,128,129,130,141,142,143,144,145,146,147,148,149,150,151,152,153,156,157,158,159,160,166,167,168,169,170	86,87,88,89,90,101,102,103,104,111,112,116,117,118,119,120,126,127,128,129,130,141,142,143,144,145,146,147,148,149,150,151,152,153,154,155,156,157,158,159,160,166,167,168,169,170
1.3	71,72,86,87,88,89,90,101,102,103,104,105,111,112,113,116,117,118,119,120,126,127,128,129,130,141,142,143,144,145,146,147,148,149,150,151,152,153,154,155,156,157,158,159,160,166,167,168,169,170	71,86,87,88,89,90,101,102,103,104,105,111,112,113,114,115,116,117,118,119,120,125,126,127,128,129,130,141,142,143,144,145,146,147,148,149,150,151,152,153,154,155,156,157,158,159,160,166,167,168,169,170
1.5	71,72,73,74,86,87,88,89,90,101,102,103,104,105,111,112,113,114,115,116,117,118,119,120,121,126,127,128,129,130,136,141,142,143,144,145,148,149,150,151,152,153,154,155,158,159,160,166,167,168,169,170	71,72,73,74,85,86,87,88,89,90,101,102,103,104,105,111,112,113,114,115,116,117,118,119,120,121,124,125,126,127,128,129,130,136,141,142,143,144,145,147,148,149,150,151,152,153,154,155,160,166,167,168,169,170
1.7	71,72,73,74,75,81,85,86,87,88,89,90,96,101,102,103,104,105,111,112,113,114,115,118,119,120,121,122,123,124,125,126,127,128,129,130,136,137,141,142,143,144,145,151,152,153,154,155,166,167,168,169,170	45,71,72,73,74,75,81,84,85,86,87,88,89,90,96,101,102,103,104,105,111,112,113,114,115,118,119,120,121,122,123,124,125,126,127,128,129,130,136,137,141,142,143,144,145,151,152,153,154,155,166,167,168,169
1.9	41,56,71,72,73,74,75,81,82,83,84,85,86,87,88,89,90,96,97,98,101,102,103,104,105,106,111,112,113,114,115,121,122,123,124,125,126,127,128,129,130,136,137,138,139,141,142,143,144,145,151,152,153,154,155,167,168,169	44,45,56,71,72,73,74,75,81,82,83,84,85,86,87,88,89,90,96,97,101,102,103,104,105,111,112,113,114,115,121,122,123,124,125,126,127,128,129,136,137,138,139,141,142,143,144,145,151,152,153,154,155

表 5 配筋影响系数的均值和标准差

Table 5 Mean and standard deviation values of the corresponding influence coefficients of reinforcement

η	工况 1		工况 2	
	μ	σ	μ	σ
1.2	0.422	0.285	0.420	0.275
1.3	0.451	0.308	0.444	0.301
1.5	0.471	0.303	0.469	0.331
1.7	0.415	0.219	0.415	0.218
1.9	0.428	0.243	0.435	0.247

度影响较小,因而,此处暂不考虑。可靠度分析时考虑的随机变量的统计参数见表 6。

表 6 随机变量的概率统计参数

Table 6 Probability statistics of random variables

变量	分布类型	κ	δ	来源
g/g_k	正态	1.08	0.10	[7]
q/q_k	极值 I 型	1.06	0.30	[7]
f_c/f_{ck}	正态	1.41	0.19	[16]
f_y/f_{yk}	正态	1.14	0.07	[16]

注: κ = 平均值/标准值; δ 为变异系数。

3 可靠度参数分析

3.1 变量统计模型

前期研究^[7-9]表明:计算模式和截面几何参数的不确定性(变异系数较小,一般不大于 0.05)对可靠

3.2 配筋影响系数较低时可靠度结果

在表 4 中选出前 6 个较小 φ 值对应的组合。然后,将 φ 值及对应的组合编号列入表 7 和表 8 中,其中,限于篇幅,暂未列出两种工况下 $\eta = 1.3$ 的计算结果。对于这些组合情形,采用 Monte Carlo 方法计算求得的可靠指标 β 见图 2~7。

表 7 工况 1 前 6 个较小的 φ 及对应的组合编号

Table 7 Six smallest φ values and its combinations for load case 1

组合集号	$\eta=1.2$		$\eta=1.5$		$\eta=1.7$		$\eta=1.9$	
	φ	No.	φ	No.	φ	No.	φ	No.
CS-1	0.152	88	0.103	121	0.104	85	0.112	41
CS-2	0.156	89	0.155	74	0.105	123	0.115	83
CS-3	0.162	87	0.178	73	0.109	124	0.119	84
CS-4	0.164	71	0.201	115	0.115	122	0.125	82
CS-5	0.169	112	0.211	72	0.116	81	0.138	85
CS-6	0.170	153	0.215	114	0.128	125	0.142	123

表 8 工况 2 前 6 个较小的 φ 及对应的组合编号

Table 8 Six smallest φ values and its combinations for load case 2

组合集号	$\eta=1.2$		$\eta=1.5$		$\eta=1.7$		$\eta=1.9$	
	φ	No.	φ	No.	φ	No.	φ	No.
CS-1	0.155	112	0.102	121	0.105	81	0.108	44
CS-2	0.162	87	0.116	124	0.111	45	0.130	82
CS-3	0.166	88	0.116	85	0.118	84	0.135	83
CS-4	0.168	155	0.149	125	0.132	122	0.140	81
CS-5	0.171	154	0.153	74	0.137	123	0.142	45
CS-6	0.172	86	0.166	73	0.142	121	0.154	84

由图 2~4 可知,在工况 1 和 $\eta=1.2$ 、工况 1 和 $\eta=1.7$ 、工况 1 和 $\eta=1.9$ 的情形下,当配筋影响系数取前 6 个较小值时,RC 框架柱可靠指标随配筋量增加(ζ 从 1.0 增加到 1.25)而提升的幅度较小,一般在 0.3 以内,尤其是 $\eta=1.7$ 与 $\eta=1.9$ 的情形,提升幅度更小。此时增加柱配筋量对可靠指标的提升效果有限。另外,同一配筋系数下,可靠指标随参数组合编号的变化会有较大的波动。

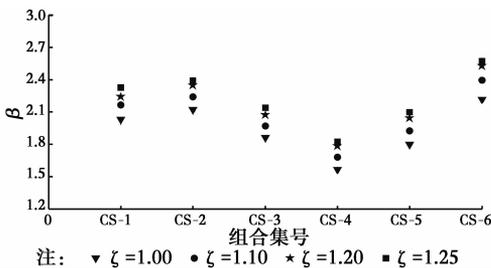


图 2 工况 1、 $\eta=1.2$ 时配筋系数对可靠指标影响
Fig. 2 The effects of reinforcement coefficient on reliability index with load case 1 and $\eta=1.2$

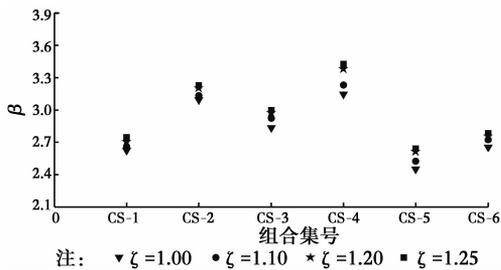


图 3 工况 1、 $\eta=1.7$ 时配筋系数对可靠指标影响
Fig. 3 The effects of reinforcement coefficient on reliability index with load case 1 and $\eta=1.7$

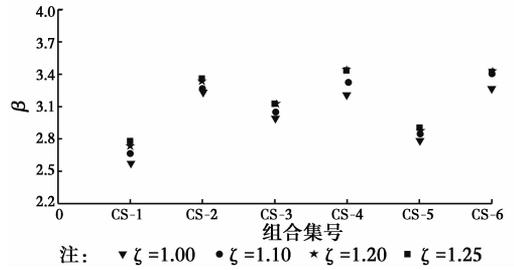


图 4 工况 1、 $\eta=1.9$ 时配筋系数对可靠指标影响
Fig. 4 The effects of reinforcement coefficient on reliability index with load case 1 and $\eta=1.9$

图 5~图 7 计算结果表示在工况 2 和 $\eta=1.2$ 、工况 2 和 $\eta=1.7$ 、工况 2 和 $\eta=1.9$ 的情形下,可靠指标随配筋系数的变化情形。

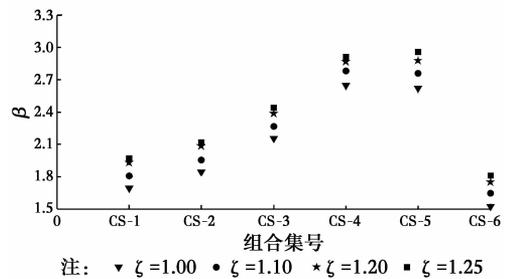


图 5 工况 2、 $\eta=1.2$ 时配筋系数对可靠指标影响
Fig. 5 The effects of reinforcement coefficient on reliability index with load case 2 and $\eta=1.2$

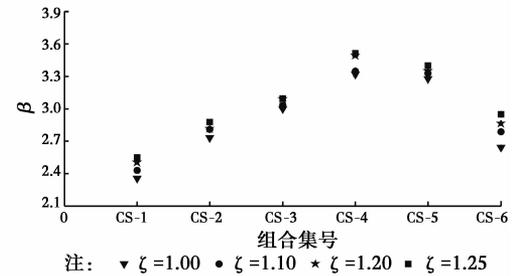


图 6 工况 2、 $\eta=1.7$ 时配筋系数对可靠指标影响
Fig. 6 The effects of reinforcement coefficient on reliability index with load case 2 and $\eta=1.7$

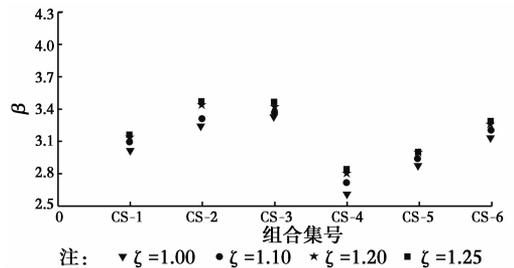


图 7 工况 2、 $\eta=1.9$ 时配筋系数对可靠指标影响
Fig. 7 The effects of reinforcement coefficient on reliability index with load case 2 and $\eta=1.9$

对比图 2 和图 5、图 3 和图 6、图 4 和图 7 可知,两种荷载工况下可靠指标随配筋系数的变化规律基本类似。

3.3 配筋影响系数较高时可靠度结果

同理,在表 4 中选出前 6 个较大 ϕ 值对应的组合。然后,将 ϕ 值及对应的组合编号列入表 9 和表 10 中,其中限于篇幅,暂未列出两种工况下 $\eta=1.9$ 的计算结果。

表 9 工况 1 前 6 个较大的 ϕ 及对应的组合编号

Table 9 Six largest ϕ values and its combinations for load case 1

组合 集号	$\eta=1.2$		$\eta=1.5$		$\eta=1.7$		$\eta=1.9$	
	ϕ	No.	ϕ	No.	ϕ	No.	ϕ	No.
CL-1	1.220	146	1.340	146	1.464	148	0.936	141
CL-2	1.160	147	1.280	147	1.413	149	0.876	142
CL-3	1.104	148	1.224	148	1.368	150	0.820	143
CL-4	1.053	149	1.173	149	0.800	141	0.800	101
CL-5	1.008	150	1.128	150	0.748	158	0.769	144
CL-6	0.620	156	0.688	156	0.740	142	0.748	118

表 10 工况 2 前 6 个较大的 ϕ 及对应的组合编号

Table 10 Six largest ϕ values and its combinations for load case 2

组合 集号	$\eta=1.2$		$\eta=1.5$		$\eta=1.7$		$\eta=1.9$	
	ϕ	No.	ϕ	No.	ϕ	No.	ϕ	No.
CL-1	1.196	146	1.320	146	1.510	147	0.928	141
CL-2	1.141	147	1.264	147	1.460	148	0.873	142
CL-3	1.091	148	1.214	148	1.415	149	0.823	143
CL-4	1.045	149	1.168	149	1.374	150	0.777	144
CL-5	1.004	150	1.127	150	0.786	141	0.765	101
CL-6	0.614	156	0.686	156	0.756	160	0.752	118

采用 Monte Carlo 方法对各种组合情形进行抽样计算,求得对应的可靠指标度。结果表明:当配筋影响系数取前 6 个较大值时,无论是工况 1 下的各种 η 值情形($\eta=1.2\sim 1.9$),还是工况 2 的各种 η 值情形,RC 框架柱可靠指标随配筋量的增加(ζ 从 1.0 增加到 1.25)均会有较大程度的增大,增幅基本上均在 0.5 以上,代表性计算结果见表 11。可见,此时增加柱配筋量对可靠指标的提升效果较好。

表 11 两种工况和 $\eta=1.2、1.7$ 时可靠指标随配筋系数变化

Table 11 Variations of reliability index with reinforcement coefficient for two load cases, $\eta=1.2$ and 1.7

组合 集号	工况 1								工况 2							
	$\eta=1.2$				$\eta=1.7$				$\eta=1.2$				$\eta=1.7$			
	$\zeta=1.0$	$\zeta=1.1$	$\zeta=1.2$	$\zeta=1.25$												
CL-1	1.488	1.750	1.983	2.083	2.619	2.850	3.063	3.185	1.436	1.698	1.926	2.035	2.582	2.834	3.026	3.111
CL-2	1.533	1.788	2.014	2.129	2.778	3.044	3.259	3.363	1.501	1.754	1.989	2.086	2.773	3.032	3.233	3.318
CL-3	1.588	1.840	2.067	2.173	2.972	3.220	3.406	3.534	1.561	1.807	2.043	2.148	3.010	3.215	3.438	3.477
CL-4	1.647	1.898	2.112	2.219	2.481	2.671	2.905	2.965	1.637	1.886	2.100	2.220	3.217	3.484	3.687	3.775
CL-5	1.722	1.964	2.170	2.270	3.187	3.372	3.624	3.791	1.703	1.959	2.167	2.275	2.392	2.559	2.781	2.873
CL-6	1.578	1.810	2.013	2.127	2.906	3.119	3.323	3.382	1.565	1.783	1.998	2.097	2.853	3.080	3.314	3.392

4 结论

考虑偏心距的随机特性,分析了不同设计配筋下大偏压 RC 柱承载力抗震可靠度随其余设计参数变化的规律。主要结论如下:

1)考虑偏心距随机特性后,大偏压 RC 柱配筋影响系数对其承载力抗震可靠度影响较大,且不同参数组合下配筋影响系数的离散性较大。

2)在文中参数分析范围内,当配筋影响系数取较小值时,增加柱配筋对可靠指标的改善作用不大,尤其是柱端弯矩增大系数为 1.7 与 1.9 的情形。

3)在文中参数分析范围内,当配筋影响系数取较大值时,增加柱配筋对可靠指标的提升效果较好。当配筋富余 25% 时,可靠指标增幅基本上大于 0.5。

参考文献:

- [1] 建筑抗震设计规范:GB 50011—2001[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2001.
Code for seismic design of buildings;GB 50011—2001 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2001. (in Chinese)
- [2] 叶列平,曲哲,马千里,等.从汶川地震框架结构震害谈

- “强柱弱梁”屈服机制的实现[J]. 建筑结构, 2008, 38(11): 52-59.
- YE L P, QU Z, MA Q L, et al. Study on ensuring the strong column-weak beam mechanism for RC frames based on the damage analysis in the Wenchuan earthquake [J]. Building Structure, 2008, 38(11): 52-59. (in Chinese)
- [3] 高小旺, 魏琰, 韦承基. 现行抗震规范可靠度水平的校准[J]. 土木工程学报, 1987, 20(2): 10-20.
GAO X W, WEI L, WEI C J. Calibration of reliability level in the current Chinese seismic design code [J]. China Civil Engineering Journal, 1987, 20(2): 10-20. (in Chinese)
- [4] FRANGOPOL D M, IDEY, SPACONE E, et al. A new look at reliability of reinforced concrete columns [J]. Structural Safety, 1996, 18(2): 123-150.
- [5] MILNER D M, SPACONE E, FRANGOPOL D M. New light on performance of short and slender reinforced concrete columns under random loads [J]. Engineering Structures, 2001, 23(1): 147-157.
- [6] Building code requirements for reinforced concrete and commentary: ACI 318-95 [S]. Detroit, MI: American Concrete Institute, 1995.
- [7] 蒋友宝, 杨毅, 杨伟军. 基于弯矩和轴力随机相关特性的 RC 偏压构件可靠度分析[J]. 建筑结构学报, 2011, 32(8): 106-112.
JIANG Y B, YANG Y, YANG W J. Reliability analysis based on random correlative characteristics between moment and axial force for RC member subjected to eccentric compression [J]. Journal of Building Structures, 2011, 32(8): 106-112. (in Chinese)
- [8] 蒋友宝, 杨伟军. 基于偏心距随机特性的 RC 框架柱承载力抗震调整系数[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2012, 43(7): 2796-2802.
JIANG Y B, YANG W J. Seismic adjustment coefficient of bearing capacity for RC frame columns with random characteristics of eccentricity [J]. Journal of Central South University (Science and Technology), 2012, 43(7): 2796-2802. (in Chinese)
- [9] JIANG Y B, YANG W J. An approach based on theorem of total probability for reliability analysis of RC columns with random eccentricity [J]. Structural Safety, 2013, 41(1): 37-46.
- [10] 混凝土结构设计规范: GB 50010—2010 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
Code for design of concrete structures: GB 50010-2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010. (in Chinese)
- [11] 蒋友宝, 廖国宇, 谢铭武. 钢筋混凝土框架柱和轻钢拱结构失效方程复杂特性与设计可靠度[J]. 建筑结构学报, 2014, 35(4): 192-198.
JIANG Y B, LIAO G Y, XIE M W. Complex failure function and design reliability for RC frame columns and light-weight steel structures [J]. Journal of Building Structures, 2014, 35(4): 192-198. (in Chinese)
- [12] JIANG Y B, LIAO Q, HE Y H. Robust analysis of current reliability-based design method for RC columns with tension failure under random eccentricity [C]// 2nd International Conference on Vulnerability and Risk Analysis and Management & 6th International Symposium on Uncertainty Modelling and Analysis, Liverpool, UK, 2014.
- [13] 建筑抗震设计规范: GB 50011—2010 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
Code for seismic design of buildings: GB 50011-2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010. (in Chinese)
- [14] 蒋友宝, 黄星星, 冯鹏. 大偏压 RC 柱中美两国规范抗震承载力设计方法对比与随机偏心距下的可靠度分析[J]. 建筑结构学报, 2015, 36(Sup2): 216-222.
JIANG Y B, HUANG X X, FENG P. Comparison of seismic capacity design methods in Chinese and American codes for RC columns with tension failure and its reliability analysis under random eccentricity [J]. Journal of Building Structures, 2015, 36(Sup2): 216-222. (in Chinese)
- [15] 马宏旺. 钢筋混凝土框架结构抗震可靠度分析与设计研究[D]. 辽宁 大连: 大连理工大学, 2001: 37-50.
MA H W. Seismic reliability analysis and design for RC frames [D]. Dalian, Liaoning: Dalian University of Science and Technology, 2001: 37-50. (in Chinese)
- [16] 张新培. 建筑结构可靠度分析与设计[M]. 北京: 科学出版社, 2001.
ZHANG X P. Reliability analysis and design for building structures [M]. Beijing: Science Press, 2001. (in Chinese)

(编辑 王秀玲)

附录:

附表 1 4 种设计参数组合取值

Appendix Table 1 Combination values of four design parameters

No.	e_g/h	λ_g	ρ_M	ρ_N	No.	e_g/h	λ_g	ρ_M	ρ_N	No.	e_g/h	λ_g	ρ_M	ρ_N
1	0.025	0.2	1	-0.3	61	0.05	0.4	1	-0.3	121	0.1	0.6	1	-0.3
2	0.025	0.2	1	-0.15	62	0.05	0.4	1	-0.15	122	0.1	0.6	1	-0.15
3	0.025	0.2	1	0	63	0.05	0.4	1	0	123	0.1	0.6	1	0
4	0.025	0.2	1	0.15	64	0.05	0.4	1	0.15	124	0.1	0.6	1	0.15
5	0.025	0.2	1	0.3	65	0.05	0.4	1	0.3	125	0.1	0.6	1	0.3
6	0.025	0.2	2.5	-0.3	66	0.05	0.4	2.5	-0.3	126	0.1	0.6	2.5	-0.3
7	0.025	0.2	2.5	-0.15	67	0.05	0.4	2.5	-0.15	127	0.1	0.6	2.5	-0.15
8	0.025	0.2	2.5	0	68	0.05	0.4	2.5	0	128	0.1	0.6	2.5	0
9	0.025	0.2	2.5	0.15	69	0.05	0.4	2.5	0.15	129	0.1	0.6	2.5	0.15
10	0.025	0.2	2.5	0.3	70	0.05	0.4	2.5	0.3	130	0.1	0.6	2.5	0.3
11	0.025	0.2	5	-0.3	71	0.05	0.4	5	-0.3	131	0.1	0.6	5	-0.3
12	0.025	0.2	5	-0.15	72	0.05	0.4	5	-0.15	132	0.1	0.6	5	-0.15
13	0.025	0.2	5	0	73	0.05	0.4	5	0	133	0.1	0.6	5	0
14	0.025	0.2	5	0.15	74	0.05	0.4	5	0.15	134	0.1	0.6	5	0.15
15	0.025	0.2	5	0.3	75	0.05	0.4	5	0.3	135	0.1	0.6	5	0.3
16	0.025	0.4	1	-0.3	76	0.05	0.6	1	-0.3	136	0.2	0.2	1	-0.3
17	0.025	0.4	1	-0.15	77	0.05	0.6	1	-0.15	137	0.2	0.2	1	-0.15
18	0.025	0.4	1	0	78	0.05	0.6	1	0	138	0.2	0.2	1	0
19	0.025	0.4	1	0.15	79	0.05	0.6	1	0.15	139	0.2	0.2	1	0.15
20	0.025	0.4	1	0.3	80	0.05	0.6	1	0.3	140	0.2	0.2	1	0.3
21	0.025	0.4	2.5	-0.3	81	0.05	0.6	2.5	-0.3	141	0.2	0.2	2.5	-0.3
22	0.025	0.4	2.5	-0.15	82	0.05	0.6	2.5	-0.15	142	0.2	0.2	2.5	-0.15
23	0.025	0.4	2.5	0	83	0.05	0.6	2.5	0	143	0.2	0.2	2.5	0
24	0.025	0.4	2.5	0.15	84	0.05	0.6	2.5	0.15	144	0.2	0.2	2.5	0.15
25	0.025	0.4	2.5	0.3	85	0.05	0.6	2.5	0.3	145	0.2	0.2	2.5	0.3
26	0.025	0.4	5	-0.3	86	0.05	0.6	5	-0.3	146	0.2	0.2	5	-0.3
27	0.025	0.4	5	-0.15	87	0.05	0.6	5	-0.15	147	0.2	0.2	5	-0.15
28	0.025	0.4	5	0	88	0.05	0.6	5	0	148	0.2	0.2	5	0
29	0.025	0.4	5	0.15	89	0.05	0.6	5	0.15	149	0.2	0.2	5	0.15
30	0.025	0.4	5	0.3	90	0.05	0.6	5	0.3	150	0.2	0.2	5	0.3
31	0.025	0.6	1	-0.3	91	0.1	0.2	1	-0.3	151	0.2	0.4	1	-0.3
32	0.025	0.6	1	-0.15	92	0.1	0.2	1	-0.15	152	0.2	0.4	1	-0.15
33	0.025	0.6	1	0	93	0.1	0.2	1	0	153	0.2	0.4	1	0
34	0.025	0.6	1	0.15	94	0.1	0.2	1	0.15	154	0.2	0.4	1	0.15
35	0.025	0.6	1	0.3	95	0.1	0.2	1	0.3	155	0.2	0.4	1	0.3
36	0.025	0.6	2.5	-0.3	96	0.1	0.2	2.5	-0.3	156	0.2	0.4	2.5	-0.3
37	0.025	0.6	2.5	-0.15	97	0.1	0.2	2.5	-0.15	157	0.2	0.4	2.5	-0.15
38	0.025	0.6	2.5	0	98	0.1	0.2	2.5	0	158	0.2	0.4	2.5	0
39	0.025	0.6	2.5	0.15	99	0.1	0.2	2.5	0.15	159	0.2	0.4	2.5	0.15
40	0.025	0.6	2.5	0.3	100	0.1	0.2	2.5	0.3	160	0.2	0.4	2.5	0.3
41	0.025	0.6	5	-0.3	101	0.1	0.2	5	-0.3	161	0.2	0.4	5	-0.3
42	0.025	0.6	5	-0.15	102	0.1	0.2	5	-0.15	162	0.2	0.4	5	-0.15
43	0.025	0.6	5	0	103	0.1	0.2	5	0	163	0.2	0.4	5	0
44	0.025	0.6	5	0.15	104	0.1	0.2	5	0.15	164	0.2	0.4	5	0.15
45	0.025	0.6	5	0.3	105	0.1	0.2	5	0.3	165	0.2	0.4	5	0.3
46	0.05	0.2	1	-0.3	106	0.1	0.4	1	-0.3	166	0.2	0.6	1	-0.3
47	0.05	0.2	1	-0.15	107	0.1	0.4	1	-0.15	167	0.2	0.6	1	-0.15
48	0.05	0.2	1	0	108	0.1	0.4	1	0	168	0.2	0.6	1	0
49	0.05	0.2	1	0.15	109	0.1	0.4	1	0.15	169	0.2	0.6	1	0.15
50	0.05	0.2	1	0.3	110	0.1	0.4	1	0.3	170	0.2	0.6	1	0.3
51	0.05	0.2	2.5	-0.3	111	0.1	0.4	2.5	-0.3	171	0.2	0.6	2.5	-0.3
52	0.05	0.2	2.5	-0.15	112	0.1	0.4	2.5	-0.15	172	0.2	0.6	2.5	-0.15
53	0.05	0.2	2.5	0	113	0.1	0.4	2.5	0	173	0.2	0.6	2.5	0
54	0.05	0.2	2.5	0.15	114	0.1	0.4	2.5	0.15	174	0.2	0.6	2.5	0.15
55	0.05	0.2	2.5	0.3	115	0.1	0.4	2.5	0.3	175	0.2	0.6	2.5	0.3
56	0.05	0.2	5	-0.3	116	0.1	0.4	5	-0.3	176	0.2	0.6	5	-0.3
57	0.05	0.2	5	-0.15	117	0.1	0.4	5	-0.15	177	0.2	0.6	5	-0.15
58	0.05	0.2	5	0	118	0.1	0.4	5	0	178	0.2	0.6	5	0
59	0.05	0.2	5	0.15	119	0.1	0.4	5	0.15	179	0.2	0.6	5	0.15
60	0.05	0.2	5	0.3	120	0.1	0.4	5	0.3	180	0.2	0.6	5	0.3